CAPÍTULO 2
ESTADO DEL ARTE

2.1. ACEROS DE ALTO LÍMITE ELÁSTICO

2.1.1. INTRODUCCIÓN

El acero al carbono ha mejorado sus prestaciones a lo largo del siglo XX, debido a los grandes avances en los procesos de su fabricación. Las necesidades técnicas, económicas y medioambientales de la industria han conllevado al desarrollo de aceros de alto límite elástico, los cuales, actualmente, distan de manera significativa de los aceros al carbono utilizados en las primeras estructuras realizadas en las obras públicas. La ductilidad, resistencia, rigidez, tenacidad, soldabilidad y resistencia a la corrosión son, entre otras, las propiedades del acero al carbono que han mejorado en mayor medida su prestación. Por ello, los aceros de alto límite elástico se han utilizado fundamentalmente en grandes estructuras tales como puentes, estructuras off-shore y grandes edificaciones. Su empleo como material resistente ha ido incrementando en los últimos años, especialmente en Estados Unidos y Japón, gracias a una notable mejora en el desarrollo de la industria siderúrgica. Sin embargo, aunque la industria europea está desarrollando aceros con altas prestaciones de algunas de las propiedades mencionadas, su uso potencial no se ha generalizado aún por diversos factores. Uno de ellos es la falta de conocimiento para definir un marco de proyecto para estructuras de acero de alto límite elástico. Otro, la falta de normativa que ampare el dimensionamiento de dichos elementos estructurales.

2.1.2. SITUACIÓN ACTUAL

Existe mucha información disponible para los aceros tradicionales, gracias a los centros de investigación, industria siderúrgica y de los centros de control de calidad del acero. Sin embargo, la información que se posee de los aceros de altos límites elásticos es relativamente escasa. A pesar de que la caracterización del material resulta de vital importancia para entender y modelar las estructuras, el diseño en estructuras metálicas ha sido caracterizado con el acero al carbono, cuyo comportamiento y propiedades son conocidas y contrastadas. Dichas propiedades del acero convencional tienden a ser muy diferentes al alterar los contenidos de las aleaciones para lograr aceros de alto límite elástico y es por ello que requieren de un estudio especial a fin de caracterizar cada tipo de acero distinto al convencional.

2.1.3. TIPOS DE ACERO NORMALIZADOS

Actualmente, la industria siderúrgica mundial, tanto en Europa, como en América y Asia, se encuentra desarrollando grandes proyectos innovadores en la producción de aceros de mejores prestaciones. A pesar de ello, la normalización y su puesta en práctica es un proceso más lento. A continuación, se describen, por un lado los aceros de alto límite elástico normalizados para el uso estructural en Europa por el denominado Eurocódigo 3(EN 1993-1-1 [3]), el Código Técnico de la Edificación (CTE [1]) como referencia a la normativa española y, por otro lado, se comentan algunos de los que se encuentran normalizados para su uso estructural en los Estados Unidos por la American Standard of Testing and Materials (ASTM [4]).

Actualmente, el EN 1993-1-1 [3] contiene reglas específicas de diseño para aceros hasta grado S460. En la tabla 2.1 se puede observar el valor de límite elástico y de rotura de diferentes tipos de acero normalizados. Las diferentes clases de acero se diferencian en pequeñas características como los aceros normalizados de grano fino N/NL para construcción soldada, o los aceros de laminado termomecánico de grano fino para construcción soldada M/ML. Asimismo, los aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica corresponden a los tipos y grados recogidos en la tabla 2.1 con la nomenclatura W y los aceros templados y revenidos corresponden a los tipos y grados recogidos con la nomenclatura QL.

Norma y grado del acero	Espesor nominal			
	t= 40mm		40 mm < t = 80mm	
	f_y (N/mm^2)	f_u (N/mm^2)	f_y (N/mm^2)	f_u (N/mm^2)
EN 10025-2				
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
S450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S275 N/NL	275	390	255	370
S355 N/NL	355	490	335	470
S420 N/NL	420	520	390	520
S460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S275 M/ML	275	390	255	370
S355 M/ML	355	490	335	470
S420 M/ML	420	520	390	520
S460 M/ML	460	540	430	540
EN 10025-5				
S235 W	235	360	215	340
S355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Tabla 2.1. Valores de f_y y f_u para acero laminado estructural. EN 1993-1-1 [3]

En vista de que el empleo de los aceros de alto límite elástico en el proyecto de estructuras de acero plantea algunas consideraciones que conciernen a aspectos de inestabilidad y de control de deformaciones, se creó en el seno del Comité Técnico Europeo TC250 / SC3 Subcomité de Estructuras de Acero, un grupo de expertos europeos cuyo trabajo se centra en el desarrollo de unas reglas específicas de diseño para aquellas estructuras que se proyecten y construyan con aceros de alto límite elástico. Dichas reglas deben entenderse como reglas adicionales a las que ya quedan recogidas en el EN 1993-1-1 [3] comentado y se enmarcaran en la normativa EN 1993-1-12. En estas reglas adicionales, se incluyen los aceros soldables hasta grados S690, específicos para estructuras muy ligeras y para estructuras móviles.

En el CTE [1] se hace referencia a las normas UNE para la determinación de las características mecánicas de los aceros a utilizar. La distinción entre los distintos tipos de acero viene dada por las siglas J0, JR y J2, que hacen referencia a criterios de rotura frágil descritos en el mismo código. Dicha normativa, permite el uso de aceros de hasta 450 N/mm^2 tal y como puede observarse en la tabla 2.2.

Designación	Espesor nominal t (mm)				Temperatura del ensayo Charpy ºC
	Tensión de límite elástico f_y (N/mm^2)			Tensión de rotura f_u(N/mm^2)	
	t<16	16<t<40	40<t<63	3<t<100	
S235JR	235	225	215	360	20
S235J0					0
S235J2					-20
S275JR	275	265	255	410	20
S275J0					0
S275J2					-20
S355JR	355	345	335	470	20
S355J0					0
S355J2					-20
S355K2					-20
S450J0	450	430	410	550	0

Tabla 2.2. Valores de f_y y f_u para acero laminado estructural. CTE [1]

Por otro lado, en los Estados Unidos, los aceros estructurales se encuentran actualmente normalizados en la ASTM [4]. En la tabla 2.3 se presentan los diferentes grados de acero convencional y de alto límite elástico, donde los aceros superiores a los 310 N/mm^2 son considerados de alto límite elástico y se clasifican con las siglas HSLAS a los aceros de alta resistencia y baja aleación (High Strength Low Alloy Steels).

Sin embargo, actualmente se fabrican y utilizan de forma común chapas de 460 N/mm^2 y se pueden encontrar en el mercado aceros de altas prestaciones como los fabricados en Suecia (S690) y en USA, con límites elásticos en el entorno de los 700 N/mm^2 de la serie HPS (High Performance Steel). La norma ASTM 709/709M-00a [6] contiene las especificaciones para perfiles, barras y chapas de aceros al carbono y de alto límite elástico HPS, en la cual se encuentran disponibles cuatro grados de aceros como se muestra en la tabla 2.4.

Con todo ello es difícil establecer un criterio común entre normativas sobre el límite que diferencia un acero convencional con uno de altas prestaciones, si bien se puede marcar un valor orientativo de 355 N/mm^2, de acuerdo con los valores presentados en las distintas normativas.

Designación y grado del acero	Propiedades mecánicas	
	f_y ksi (N/mm^2)	f_u ksi (N/mm^2)
SS		
Grado 30 (205)	30 (205)	49 (340)
Grado 33 (230)	33 (230)	52 (360)
Grado 36-1 (250)	36 (350)	53 (365)
Grado 36-2 (250)	36 (250)	58-80 (400-550)
Grado 40 (275)	40 (275)	55 (380)
Grado 45 (310)	45 (310)	60 (410)
Grado 50 (340)	50 (340)	65 (450)
Grado 55 (380)	55 (380)	70 (480)
HSLAS		
Grado 45 (310) Clase 1	45 (310)	60 (410)
Grado 45 (310) Clase 2	45 (310)	55 (380)
Grado 50 (340) Clase 1	50 (340)	65 (450)
Grado 50 (340) Clase 2	50 (340)	60 (410)
Grado 55 (380) Clase 1	55 (380)	70 (480)
Grado 55 (380) Clase 2	55 (380)	65 (450)
Grado 60 (410) Clase 1	60 (410)	75 (520)
Grado 60 (410) Clase 2	60 (410)	70 (480)
Grado 65 (450) Clase 1	65 (450)	80 (550)
Grado 65 (450) Clase 2	65 (450)	75 (520)
Grado 70 (480) Clase 1	70 (480)	85 (585)
Grado 70 (480) Clase 1	70 (480)	80 (550)
HSLAS-F		
Grado 50 (340)	50 (340)	60 (410)
Grado 60 (410)	60 (410)	70 (480)
Grado 70 (480)	70 (480)	80 (550)
Grado 80 (550)	80 (550)	90 (620)

Tabla 2.3. Valores de f_y y f_u para acero laminado estructural. ASTM A 1011/A 1011M [5]

Designación y grado del acero	f_y ksi (N/mm^2)
36 (250)	36 (250)
50 (345)	50 (345)
50W (345W)	50 (345)
HPS70W (HPS485W)	70 (485)
100(690)	100(690)
100W (690W)	100 (690)

Tabla 2.4. Valores de f_y para acero laminado estructural. ASTM 709/709M-00a [6]

2.1.4. ECUACIÓN CONSTITUTIVA

El comportamiento uniaxial de los materiales debe ser conocido adecuadamente para su posterior utilización en el diseño y modelado de estructuras. Históricamente, como se ha mencionado en el apartado 2.1.2, el acero estructural por excelencia ha sido el acero al carbono, el cual presenta un comportamiento uniaxial suficientemente estudiado, con límites elásticos y de proporcionalidad entre 220 y 355 N/mm^2, exhibiendo un comportamiento bi-lineal, seguido por una zona de endurecimiento, para luego entrar en la zona de estricción y llegar finalmente a la rotura, con una deformación asociada que garantiza la ductilidad. Sin embargo, diversos trabajos y ensayos realizados por TK Sooi (1995) [7] en probetas de aceros al carbono con altos límites elásticos muestran bastantes diferencias entre los comportamientos de dos tipos de acero, comparando un acero de alto límite elástico (HSLA80) y un acero convencional (A36). Una comparación ilustrativa de estas diferencias se puede observar en la figura 2.1. Dicha figura presenta de manera superpuesta, las relaciones tensión-deformación para estos dos tipos de acero citados en el apartado 2.1.3. Tal y como puede observarse, se marcan claramente la existencia de zonas de endurecimiento y plastificación en el HSLA80; sin embargo, se observa también, un comportamiento menos dúctil. De esta manera, y estrictamente hablando de cara al dimensionamiento frente a estados límite últimos, no se puede generalizar en todos los aspectos en la utilización de aceros de altos límites elásticos, mientras no se tenga caracterizado, de forma rigurosa, esta tipología de material.

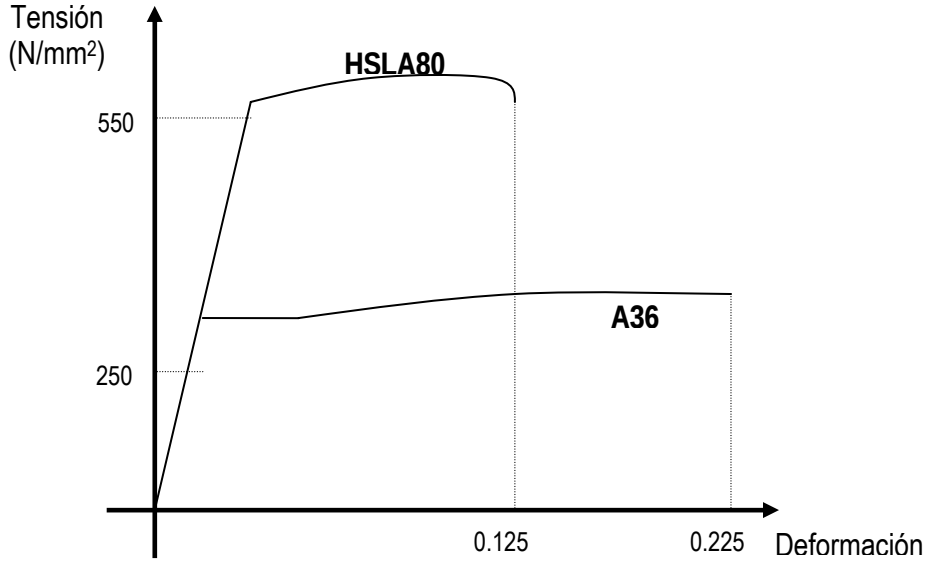

Figura 2.1. Comportamiento uniaxial del acero A36 y el acero HSL80. TK Sooi [7]

De la misma manera, se deben conocer las propiedades derivadas de los mismos ensayos como las características del endurecimiento por deformación y las relaciones entre los límites elásticos y los valores de tensión de rotura. Estas últimas relaciones no suelen estudiarse rutinariamente en los ensayos de control; es por ello que dicha información está disponible sólo en informes realizados por universidades, centros de investigación y desarrollo de la industria siderúrgica. Existen otras propiedades, tales como el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson, que

son más difíciles de obtener en ensayos rutinarios de probetas de acero. Los valores utilizados en el diseño son producto de promedios cuidadosamente obtenidos.

A modo de resumen, se muestran en la tabla 2.5 algunas propiedades del HSLA80 contrastadas de la misma manera con el acero A36 convencional:

Propiedades	A36	HSLA A80
Límite elástico (N/mm^2)	250	550
Tensión última (N/mm^2)	461	694
Deformación elástica	0.003540	0.00533
Deformación de rotura	0.2102	0.07055

Tabla 2.5. Comparación de las relaciones de tensión-deformación del acero A36 y el acero HSLA80 [7]

2.2. VIGAS HÍBRIDAS

2.2.1. INTRODUCCIÓN

Si se diseñan dos estructuras metálicas para una misma función, una estructura diseñada con acero de alto límite elástico utilizará menos material que otra estructura con acero convencional. Se genera pues un ahorro considerable en todos aquellos procesos relativos a la fabricación y utilización, lo cual es de interés desde un punto de vista económico y medioambiental. Una de las tipologías estructurales donde se puede poner de manifiesto el empleo eficiente de aceros de alto límite elástico es la tipología de vigas armadas, utilizadas para el proyecto de puentes metálicos, mixtos y grandes estructuras de edificación, así como en vigas de gran luz para polideportivos o edificios industriales. La viga armada en sección en doble T ya de por sí presenta un gran rendimiento, canalizándose, en gran medida, los esfuerzos provenientes de la flexión a través de las alas. El alma tiene como objetivo primordial absorber el esfuerzo cortante. Por ello, no resulta extraño pensar en que un diseño estructural eficiente de vigas armadas puede pasar por el empleo de acero de altas prestaciones para las alas y de un acero de límite elástico convencional para el alma.

Se denominan vigas híbridas aquellas vigas armadas con alas y almas de diferente límite elástico, de tal manera que las alas tengan mejores prestaciones. Esta tipología fue bastante popular hace años en Estados Unidos, donde se utilizaban para la construcción de puentes de vigas armadas metálicas con aceros de 50 ksi (aproximadamente 350 N/mm^2) en las alas y aceros de 36 ksi (aproximadamente 250 N/mm^2) en el alma. Por aquel entonces, las condiciones económicas que hacían atractiva esta alternativa fueron cambiando y el beneficio de esta tipología disminuyó. Actualmente con la mejora de los aceros de alto límite elástico, el diseño de vigas híbridas tiene un nuevo relanzamiento como una atractiva alternativa de diseño. Con ello, muchos códigos de diseño estructural están siendo actualizados y adecuados a la utilización de aceros de alto límite elástico, con lo cual, la tipología de viga híbrida puede ser a medio plazo, una alternativa que represente un gran interés económico y medioambiental.

A pesar de ello, la norma española CTE [1] no contempla la utilización de aceros de límite elástico superior a 450 N/mm^2 (S450) ni el proyecto de vigas armadas híbridas en las que se utilicen aceros de diferente límite elástico para alas y alma. Sin embargo, el EN 1993-1-5 [2], considera aceros de límite elástico hasta 460 N/mm^2 y dicha normativa europea sí considera la posibilidad de proyectar elementos híbridos. De todas formas, las formulaciones analíticas que ofrece la versión actual de EN 1993-1-5 [2] para el dimensionamiento de dichas vigas armadas híbridas proviene del mismo planteamiento que las vigas homogéneas, siendo necesaria la revisión de tales formulaciones. Se plantea de manera explícita la verificación de las vigas híbridas con un tratamiento idéntico al de la viga armada, utilizando diferentes valores de f_y para alas y alma. Las verificaciones ante solicitaciones normales, tangenciales, cargas concentradas y sus diferentes interacciones no diferencian la tipología híbrida de la tipología homogénea convencional.

Con todo, actualmente existen un buen número de estudios sobre vigas híbridas, desarrollados a continuación, si bien ninguno hace referencia explícita al fenómeno de *patch loading*, objeto principal de esta tesina. A pesar de ello, se describirán someramente dichos estudios, a fin de establecer una idea del estado del arte actual sobre esta tipología.

2.2.2. ESTUDIOS PREVIOS EN VIGAS HÍBRIDAS

Los primeros trabajos sobre estructuras metálicas con aceros de alto límite elástico se remontan a mediados de los años cuarenta y se llevan a cabo principalmente en Estados Unidos. Sin embargo, las primeras investigaciones exhaustivas comienzan a mediados de la década de los sesenta y continúan hasta mediados de la década de los setenta. Haaijer (1961) [8] demostró que la aplicación de aceros de alto límite elástico podía conducir a un notable ahorro de material y como consecuencia de ello, a proyectar estructuras más ligeras. Entre sus principales variables de estudio se encontraban el límite de proporcionalidad geométrica, el módulo de elasticidad y sus proporciones correspondientes al precio para perfiles laminados en caliente o vigas armadas soldadas. El objetivo principal de la investigación era demostrar que el incremento de resistencia de los aceros de alto límite elástico de esa época era superior y, por tanto, no proporcional al incremento del precio, con lo cual, era factible utilizar la solución de viga híbrida en el momento en el cual los perfiles laminados en caliente no representasen un diseño suficiente y económico.

Dichos trabajos establecieron los primeros criterios sobre el dimensionamiento frente a agotamiento de vigas híbridas bajo cargas estáticas y plantearon estudios de viabilidad económica asociados al empleo de aceros de alto límite elástico.

Más tarde, Frost [9] realizó investigaciones teóricas y experimentales sobre flexión pura e interacción flexión-cortante llevando a cabo estudios relativos a la influencia de rigidizadores transversales. Posteriormente, se concentró la atención en los diferentes modos de inestabilidad mediante campañas experimentales en universidades como la de Austin (Toyoda, 1967 [10]) o la de Cambridge (Kamtekar [11]).
Recientemente, se ha desarrollado un proyecto europeo sobre el empleo del acero S460 en construcción, coordinado por el RWTH de Aachen –Rheinisch Westfalische Technische Hochschule-, Alemania (Instituto de la Construcción en Acero de Aquisgrán), el cual ha sido subvencionado por la ECSC (Comunidad Europea del Carbón y del Acero). Asimismo existen investigaciones muy recientes en la Universidad de Lulea, Suecia (Veljkovic and Johansson 2004, [12]), en el marco de un proyecto conjunto con el CTICM (Centre Technique de la

Construction Metallique) de Francia, que establecen criterios de proyecto de elementos estructurales sometidos a flexión y plantean análisis comparativos de viabilidad económica. De la misma manera en el CTICM, se realizó un estudio con el objetivo de analizar la tipología híbrida en puentes de pequeña y mediana longitud de vano, haciendo énfasis en los aspectos dinámicos y los relacionados con la fatiga. Algunos de los resultados alcanzados en estas investigaciones fueron presentados en la conferencia de expertos europeos en acero –EUROSTEEL- realizada en Coimbra-Portugal en septiembre del año 2002 [13]. Cabe destacar también la investigación numérica realizada en la Universidad de Pittsburg (Greco y Earls 2003, [14]), de la cual se desprenden conclusiones de gran interés acerca del comportamiento estructural de vigas armadas híbridas y su ductilidad.

A continuación se presentan de manera resumida los resultados más interesantes de las investigaciones anteriormente mencionadas.

2.2.3. ESTUDIOS TEÓRICOS

El comportamiento teórico de las vigas armadas híbridas fue estudiado por Frost en 1964 [9], examinando las solicitaciones de flexión e interacción flexión cortante, y comparándolas con las vigas armadas homogéneas. En estos estudios teóricos, el objetivo principal era describir la forma en que se desarrolla la distribución de tensiones y deformaciones a nivel seccional ante las cargas aplicadas. Sin embargo, no se estudiaron fenómenos de inestabilidad.

A partir de estos estudios, el comportamiento a flexión de una viga híbrida típica capaz de desarrollar una capacidad de rotación suficiente puede describirse a partir de la hipotética relación momento-curvatura mostrada en la figura 2.2.

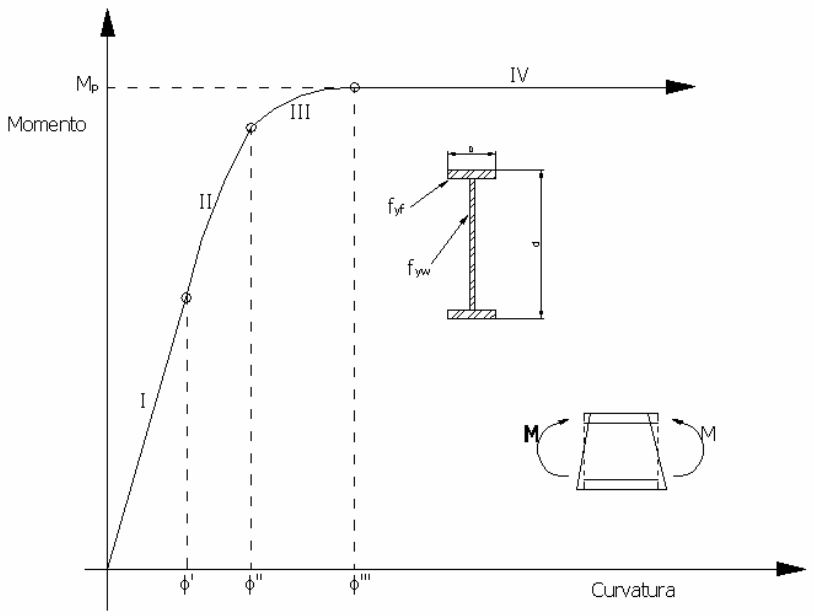

Figura 2.2. Diagrama M-Φ de vigas híbridas. Frost [9]

A medida de que el momento flector aplicado crece, la relación pasa por 4 escalones. La distribución esquemática de la distribución de tensiones y deformaciones en cada escalón se presenta en la figura 2.3. En el escalón 1 se representa el estado en el cual el comportamiento de la pieza es esencialmente elástico y el momento es directamente proporcional a la curvatura:

$$M = E \cdot I \cdot \phi \tag{2.1}$$

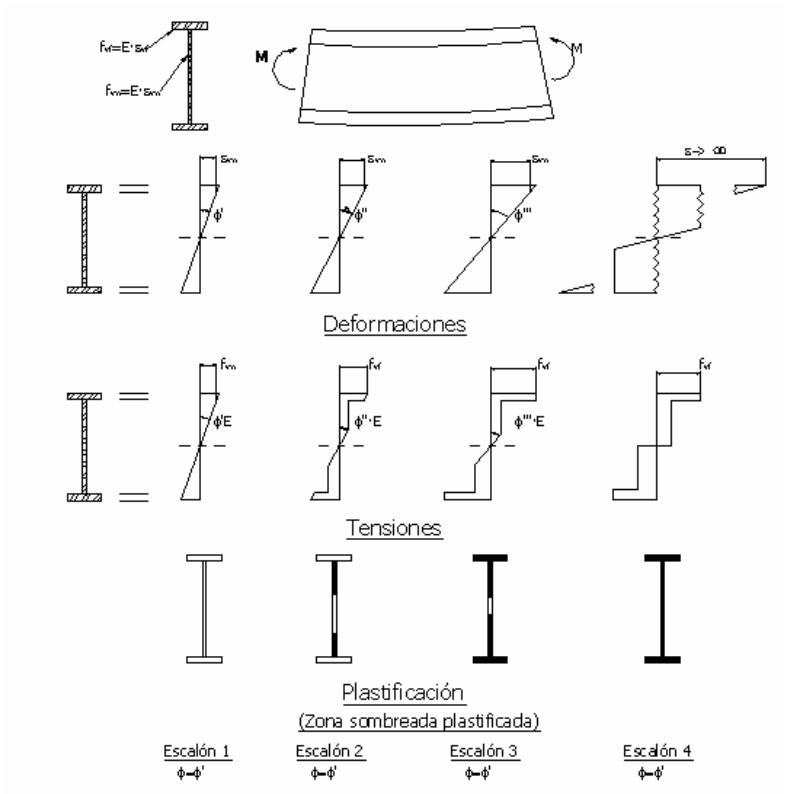

Figura 2.3. Estado tenso-deformacional. Vigas híbridas sometidas a flexión. Frost [9]

A medida que crece el momento aplicado, la plastificación del alma en las proximidades del ala comienza a ocurrir antes de que ocurra en el ala (con mayor límite elástico). A medida que sigue aumentando el momento, se pierde la linealidad de la expresión, y plastifican las alas (escalón 3), hasta el punto en el cual se consigue una plastificación total de la sección de acuerdo con el esquema presentado en el escalón 4.

Por otro lado, Carskaddan en 1968 [15], presentó una solución aproximada al problema de abollladura del alma utilizando métodos energéticos. En este estudio, Carskadan concluyó que la abolladura de vigas híbridas no rigidizadas es igual a la de las vigas homogéneas no rigidizadas, pero que para altos valores de momento flector, la plastificación del alma reduce la rigidez de la misma y por tanto, su tensión crítica de abolladura (concepto descrito en el capítulo 2.3 de este trabajo).

Barker, por su parte, (Barker, Hurst et al. 2002 [16]) realizó estudios teóricos en vigas híbridas para demostrar la capacidad post-crítica de las mismas ante solicitaciones de cortante. Actualmente, las recomendaciones de diseño para puentes en los Estados Unidos AASHTO limitan la capacidad post-crítica de las vigas híbridas, al no permitir la utilización de la posible resistencia una vez abollado el panel del alma y deja como límite superior, la tensión crítica de

abolladura en las almas de las mismas ante solicitaciones de cortante. Barker presentó en su estudio la posibilidad de incluir una componente de campo diagonal TFA (Tension Field Action) de la teoría de esfuerzo cortante. El resultado fue que, aunque se debe considerar una resistencia post-crítica menor en vigas híbridas a la considerada en vigas homogéneas, la componente del TFA aumentaba la resistencia a esfuerzo cortante. La resistencia de las vigas homogéneas según las recomendaciones de diseño de la AASHTO ante solicitaciones de cortante es la siguiente:

$$V_n = V_p \cdot \left[\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D} \right)^2}} \right] \tag{2.2}$$

La exclusión de la resistencia post-crítica que plantea AASHTO se debe fundamentalmente a la plastificación del alma ante grandes solicitaciones normales. El objetivo principal de esta investigación teórica era establecer los límites de dichos efectos adversos de cara al desarrollo de cierta capacidad post-crítica en vigas híbridas. Para ello, Hurst realizó una variación de la teoría del campo diagonal introduciendo un canto efectivo de alma Dr no plastificado (figura 2.4).

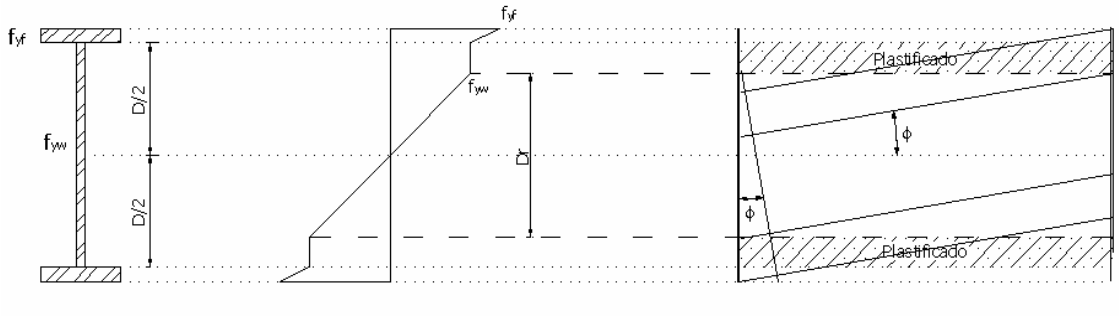

Figura 2.4. Campo diagonal de tracciones. Barker, Hurst et al [16]

A partir de las mismas formulaciones y utilizando el canto Dr se obtiene una pequeña variación de la expresión de las normas de diseño:

$$V_n = V_p \cdot \left[\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D_r} \right)^2}} \right] \tag{2.3}$$

donde:

$$D_r = \frac{F_{yw} \cdot S_x \cdot D}{M_u} \leq D \tag{2.4}$$

De esta manera se obtiene una expresión de la resistencia al esfuerzo cortante para vigas híbridas bajo momento aplicado Mu. De acuerdo con la ecuación, la capacidad resistente empezará a decrecer cuando el momento aplicado conlleve una plastificación parcial del alma.

2.2.4. CAMPAÑAS EXPERIMENTALES

En el año 1964, Frost [9] realizó una pequeña campaña experimental donde se ensayaron tres vigas híbridas con tres tipos de acero en las almas. Su objetivo principal era comparar el comportamiento teórico de las vigas híbridas con el comportamiento de las vigas armadas homogéneas y contrastar de la misma manera los resultados con la campaña experimental. Dicho estudio se concentraba básicamente en el comportamiento a flexión y cortante, así como su interacción ante cargas estáticas. En esta campaña de estudio no se analizaron fenómenos de inestabilidad.

La configuración del ensayo a flexión y cortante fue de viga biapoyada con dos cargas puntuales separadas una distancia d, lo que permitió obtener una ley de esfuerzos cortantes constante y una zona de momento flector constante en el centro vano. Las cargas fueron aplicadas simultáneamente. Se utilizaron soportes laterales para evitar el pandeo. Las vigas fueron instrumentadas con transductores de desplazamiento y rosetas de deformación.

Los ensayos fueron detenidos cuando la curva experimental momento-curvatura alcanzó una forma horizontal para impedir grandes deformaciones. Se realizó, de la misma manera, un proceso de carga-descarga con el fin de investigar el comportamiento cíclico estudiado previamente en el marco teórico.

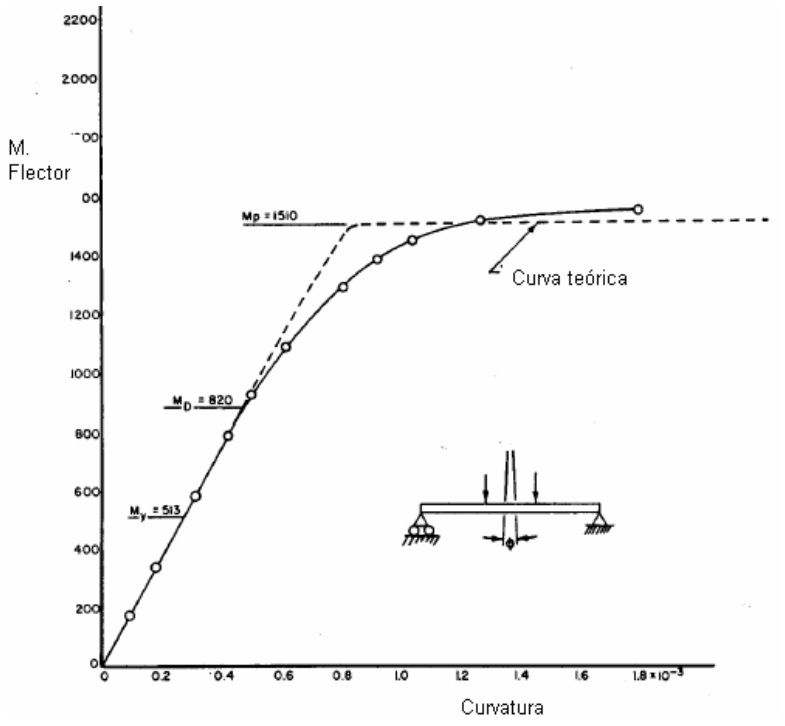

Figura 2.5. Diagrama momento-curvatura de la viga C. Frost [9]

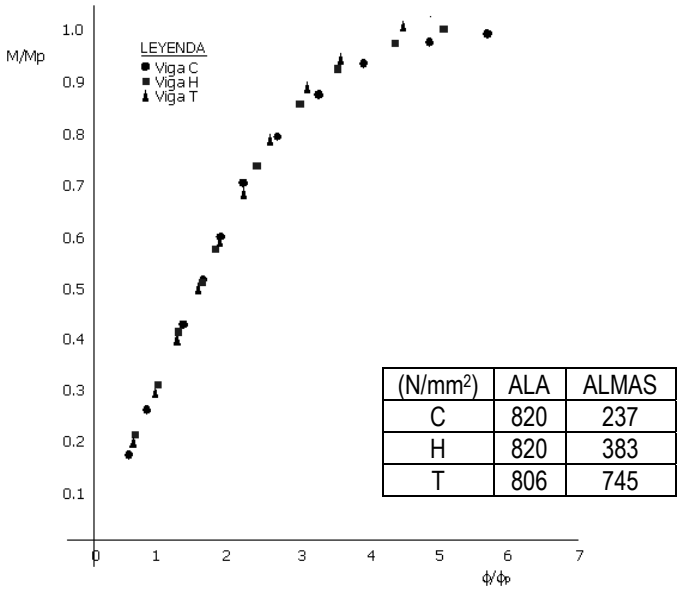

Figura 2.6. Diagrama momento-curvatura experimental. Frost [9]

Los resultados obtenidos permitieron ver que la reducción de la resistencia a flexión por efecto del esfuerzo cortante en vigas híbridas era pequeña, especialmente cuando se consideraba el endurecimiento por deformación. Por esta conclusión, Frost planteó la posibilidad de diseñar las vigas híbridas de manera independiente para flexión y cortante, a pesar de que las secciones más solicitadas a cada uno de los esfuerzos se encontraran en el mismo punto.

Años más tarde, Carskadan [15], en 1999, ensayó 3 vigas híbridas de aceros de alto límite elástico con el objetivo de estudiar almas sin rigidización transversal y con poca posibilidad de desarrollar bandas diagonales de tensión, donde las cargas últimas de las vigas que fallaron por abolladura a cortante fueron significantemente mayores que las planteadas a nivel teórico.

Otra importante investigación fue realizada en el 2004 por Bitar et al [16] en el CTICM (Centre Technique de la Construction Metallique) con el objetivo de evaluar el posible uso de vigas híbridas de aceros de alto límite elástico en puentes de pequeña y media longitud. El CTICM realizó un programa experimental en 9 vigas armadas de acero S235 en las almas y S460 en las alas. Uno de los objetivos principales de la investigación fue la validación de las reglas de fatiga en Eurocódigo 3-1.8 para esta tipología estructural.

Finalmente, Veljkovic y Johansson [12] realizaron un tratamiento estadístico con los resultados encontrados en la literatura. El objetivo principal de este procedimiento era determinar el coeficiente parcial de seguridad γM para conocer el nivel de seguridad. Para un universo de treinta especimenes obtuvieron un valor de γM=0.005. Este resultado se encuentra dentro de un límite aceptable comparado con las nuevas formulaciones de la normativa europea, las cuales recomiendan un valor de γM =1,0 tanto para los criterios de fallo por plastificación de la estructura como para los criterios de fallo por inestabilidad.

2.2.5. ESTUDIOS NUMÉRICOS

A fin de exponer someramente los estudios numéricos más representativos en materia de hibridez, se exponen los realizados por Greco (2002) [14]. Utilizando de manera sistemática códigos numéricos, actualmente usado también en el Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Catalunya, con el fin de estudiar la influencia de la esbeltez de las alas en la ductilidad de piezas con tipología híbrida. Dicha esbeltez fue estudiada por Greco de acuerdo a tres parámetros diferentes en la configuración de la rigidización:

- Rigidización de acuerdo con las especificaciones de las normas AASHTO.
- Rigidizadores transversales a una distancia d/2 (donde d es la profundidad total de la sección) desde el centro vano de cada viga híbrida.
- Rigidizadores transversales a una distancia d desde el centro vano de cada viga híbrida.

Los resultados obtenidos por Greco [14] presentan diferentes valores de capacidad de rotación de las vigas híbridas de aceros de alto límite elástico, contemplando no linealidad geométrica y del material así como diferentes fenómenos de inestabilidad. Finalmente, Greco propuso una serie de recomendaciones para evitar que los efectos de inestabilidad y abolladura interfirieran en la capacidad de rotación:

$$3.5 \leq \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 5.0$$

$$\frac{h}{t} \approx 45 \qquad (2.5)$$

2.2.6. EUROCÓDIGO 3-1-5

Tal y como se ha comentado anteriormente, el EN 1993-1-5 [2] sí tiene en cuenta la posibilidad de diseño con materiales distintos en el ala y el alma de la misma estructura.

Ello tan solo se refleja en tres de los puntos del capítulo 4.3 y no se contempla ningún tipo de verificación específica para esta tipología estructural.

Los puntos que señala el Eurocódigo son los 6, 7 y 8 del mencionado capítulo y que se describen a continuación:

- Las vigas híbridas pueden tener material en el ala con límite elástico f_{yf} definido como $\varphi_h \times f_{yw}$ a condición de que (6):
    a) El incremento de las tensiones del ala causadas por la flexión del alma sea tenido en cuenta limitando las tensiones en el alma con f_{yw}

    b) f_{yf} (en lugar de f_{yw}) sea usado para determinar el área efectiva del alma.

  NOTA: φ_h está especificado en los anejos nacionales, si bien se recomienda $\varphi_h = 2$.

- El incremento de deformaciones y de tensiones en estado límite de servicio y de fatiga pueden ser ignorados para vigas híbridas que cumplan el anterior punto. (7)

- Para vigas híbridas que cumplan el punto 6, el límite del rango de tensiones de EN 1993-1-9 puede ser tomado como 1.5 f_{yf}. (8)

2.3. CARGAS CONCENTRADAS (PATCH LOADING)

2.3.1. INTRODUCCIÓN

Se conocen como cargas concentradas aquellas que se aplican perpendicularmente al eje longitudinal de la placa y que, sin tener ningún tipo de rigidizador en el punto de aplicación que las absorban, se distribuyen en una zona relativamente pequeña respecto a la longitud total sobre la cual actúan. Cuando se aplica una carga concentrada a una de las alas de una viga armada, ésta se distribuye a través del espesor del ala, a lo largo de la unión ala-alma y, al mismo tiempo, provoca esfuerzos locales importantes en la zona del alma adyacente a dicha carga aplicada. Es muy frecuente encontrar aplicaciones prácticas en las estructuras metálicas donde se produce dicha situación, véase el caso del empuje de tableros en puentes mixtos o las solicitaciones de los carros en las grúas pórtico.

Actualmente se diferencian tres situaciones en la aplicación de cargas concentradas, conocidas por su nomenclatura en lengua inglesa:

- *Patch loading:* carga concentrada en un ala y resistida por el alma, objeto de estudio en esta tesina.

- *Opposite Patch Loading:* aplicación de cargas opuestas en ambas alas de una misma viga, de manera que la carga se transmite directamente desde un ala al ala opuesta a través del alma.

- *End Patch Loading:* carga concentrada aplicada cerca de un extremo no rigidizado de una viga.

La figura 2.7 ilustra la disposición de las cargas concentradas en cada caso.

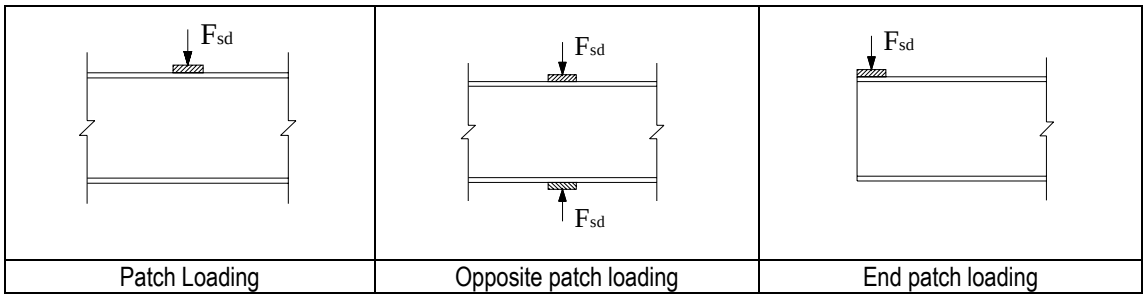

Figura 2.7. Situaciones de estudio en la aplicación de las cargas concentradas.

2.3.2. COMPORTAMIENTO

Una carga concentrada en una viga armada induce, de manera casi puntual, una deformación vertical del ala, la cual, a su vez, transmite los esfuerzos hacia el alma, que se deforma. Aparece, entonces, una distribución concentrada de tensiones no uniforme en una pequeña longitud (figura 2.8), donde se plantean soluciones que combinan diferentes mecanismos de fallo. En la mayor parte de los casos, el agotamiento de la sección será debido a problemas de inestabilidad local donde se acoplan la abolladura del alma, el aplastamiento y la plastificación del ala en la zona cargada.

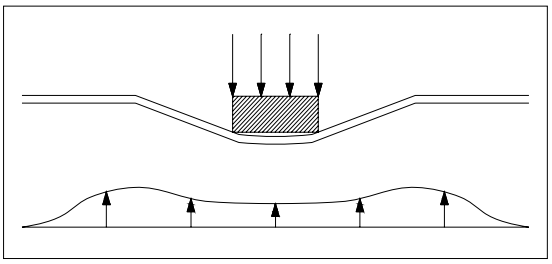

Figura 2.8. Distribución no uniforme de tensiones en el alma ante cargas concentradas

La distribución no uniforme que se muestra en la anterior figura 2.8 suele sustituirse por una distribución uniforme a lo largo de una longitud l_y, denominada *longitud cargada eficaz* (figura 2.9). Esta longitud, calculable a partir de las expresiones del capítulo 6.5 del EN 1993-1-5 [2], es función de diversos parámetros, entre los que destacan la esbeltez del alma y la rigidez del ala.

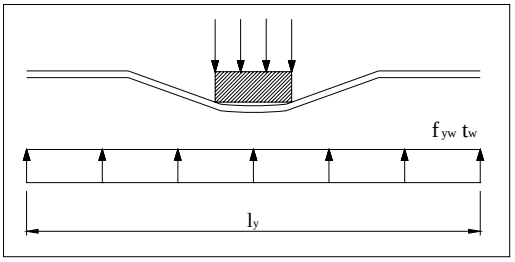

Figura 2.9. Distribución uniforme de longitud l_y

Históricamente, se ha valorado la influencia de cada uno de los parámetros que influían en el fenómeno. Los primeros estudios relativos a *patch loading* establecían el espesor del alma como el principal parámetro para la determinación de la resistencia última. De la misma manera, el límite elástico del material se consideraba de vital importancia y en menor proporción, la esbeltez del panel. Posteriormente, la influencia de la rigidización empezó a introducirse como parámetro adicional. Actualmente, los modelos relativos a *patch loading* se plantean incluyendo parámetros adicionales que tienen que ver con la definición geométrica de la estructura en su conjunto y no sólo con el área cargada (figura 2.10). Se valora la influencia de la posición de los rigidizadores longitudinales y transversales, la contribución independiente de las alas y de las almas y a su vez, la geometría y mecánica de la aplicación de la carga.

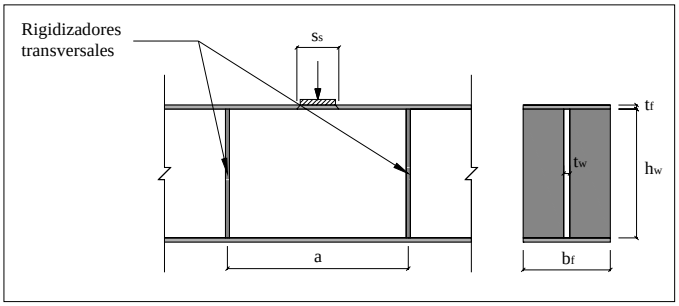

Figura 2.10. Esquema de los factores geométricos que influyen en el fenómeno de *patch loading*

En la literatura se distinguen diferentes tipos de fallo, asociados implícitamente a la esbeltez de la pieza. Así en paneles muy robustos la resistencia a las cargas concentradas estará dominada por el aplastamiento local del alma comprimida. Teniendo como superficie de aplastamiento $l_y \cdot t_w$ y asumiendo una distribución uniforme en la longitud l_y, el valor máximo de carga vertical concentrada que podría aplicarse sin que se produzca aplastamiento es:

$$F_R \approx f_{yw} \cdot l_y \cdot t_w \tag{2.6}$$

Este fenómeno es conocido como *yielding* (Figura 2.11a).

Por otro lado, las vigas esbeltas, no pueden llegar a la plastificación, ya que en estados previos de carga se produce la inestabilidad del alma y el efecto de abolladura. En este caso, distinguimos dos respuestas diferentes en función de la esbeltez del alma.

En almas muy esbeltas se produce la abolladura (*buckling*) en la zona del alma más próxima a la carga aplicada, acompañado de una deformación plástica del ala (2.11c), mientras que para vigas con almas de esbeltez media, la aplicación de la carga concentrada da lugar a la abolladura del alma en toda su altura (*crippling*, 2.11b).

Ante las situaciones normales de diseño, es muy difícil plantear límites objetivos entre ambas situaciones puesto que se observan transiciones graduales entre uno y otro caso en función de la esbeltez del panel. En cualquier caso, y a pesar de las ambiguas fronteras en los fenómenos descritos, se debe tener en cuenta el estado tensional de la estructura ya que, en general, el fenómeno de *patch loading* viene acompañado por configuraciones estructurales donde existen interacciones entre las solicitaciones de flexión, cortante y las cargas concentradas.

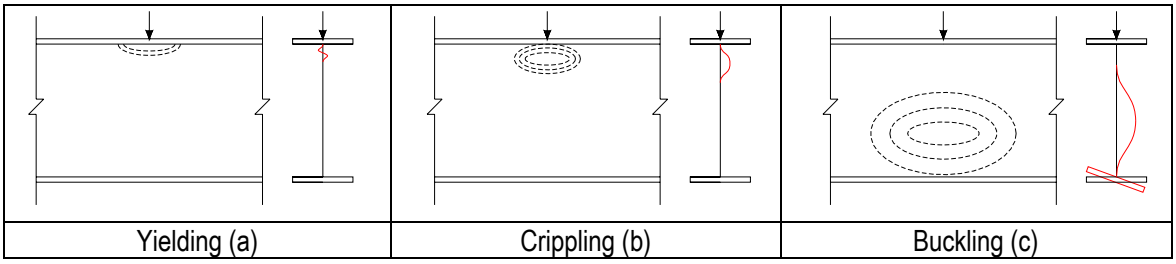

Figura 2.11. Esquema de la tres posibles formas de inestabilidad en *patch loading*

2.3.3. ESTUDIOS PREVIOS. EL MODELO DE LAGERQVIST

2.3.3.1. INTRODUCCIÓN

A continuación se describe el modelo publicado por Lagerqvist en su tesis doctoral [18], que es el modelo mecánico a partir del cual se derivan las expresiones de diseño del EN 1993-1-5 [2] y el CTE [1]. Primero se describe someramente su campaña experimental, que a su vez sirvió de guía para el diseño de la campaña experimental de este trabajo, y más tarde se presenta la deducción teórica que se desprende de los resultados experimentales.

2.3.3.2. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

El estudio llevado a cabo por Lagerqvist en su tesis doctoral [18] analizaba las tres distintas formas de aplicación de cargas concentradas vistas en el apartado 2.3.1 de este trabajo. Para ello, ensayó un total de 18 vigas, aprovechando al máximo cada una de ellas:

- 16 las ensayó *a end patch loading* dos veces cada una (una vez por cada extremo, haciendo un total de 32 ensayos). De estas 16 vigas, se reutilizaron 14:
    - 8 fueron aprovechadas para ensayo a *patch loading*
    - 6 fueron aprovechadas para ensayo a *opposite patch loading.*
- 1 viga a *patch loading*
- 1 viga a *opposite patch loading*.

En total se realizaron 48 ensayos.

A continuación se resumen, mediante el esquema de la figura 2.12 y la tabla 2.6, las características principales de las vigas utilizadas para los nueve ensayos realizados a *patch loading*.

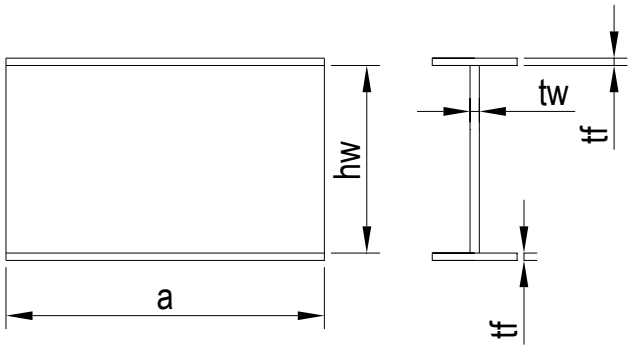

Figura 2.12. Esquema de las dimensiones de las vigas ensayadas por Lagerqvist [18]

Viga	h_w	t_w	b_f	t_f	a
A13	239.8	3.8	118.5	12.0	1008
A14	239.8	3.8	118.5	12.0	1004
A22	278.1	3.8	119.9	12.0	1260
A32	319.7	3.9	120.1	12.0	1404
A41	359.6	3.8	120.5	11.9	1315
A51	397.7	3.8	120.0	12.0	1690
A61	439.9	3.8	120.0	12.0	1626
A71	320.7	7.9	120.5	11.9	1405
A81	400.5	8.0	120.4	12.0	1684

Tabla 2.6. Dimensiones de las vigas ensayadas a *patch loading* (mm). Lagerqvist [18]

En dichos ensayos se tomaron medidas de:

- el desplazamiento debajo del punto de entrada de carga en el ala superior
- el desplazamiento del ala inferior
- el desplazamiento del panel del alma en dirección perpendicular al plano de carga

Todo ello está referenciado en las figuras 2.13 y 2.14.

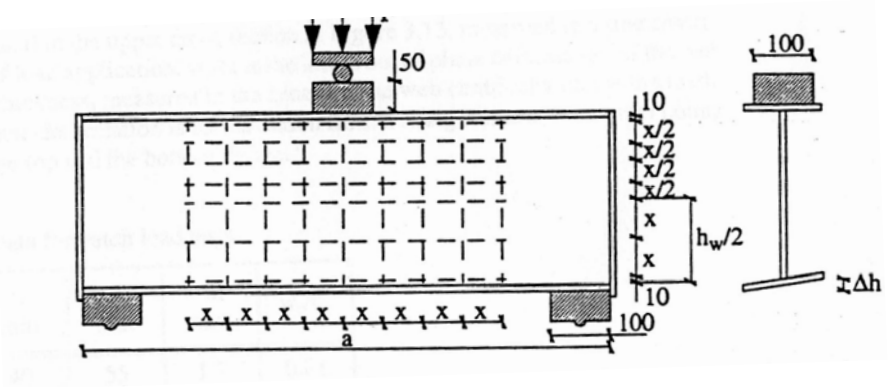

Figura 2.13. Magnitudes de las vigas utilizadas para el posicionamiento de la instrumentación. Lagerqvist [18]

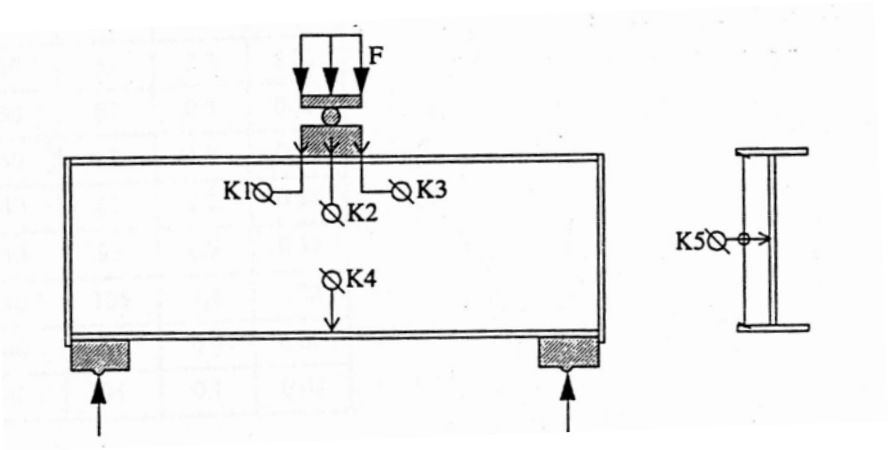

Figura 2.14. Diseño y situación de los puntos de medida del desplazamiento (K). Lagerqvist [18]

Tal y como se observa en la anterior figura 2.14 se puso especial atención en la medida del desplazamiento vertical de los puntos del ala situados por debajo de la zona de introducción de la carga. Esto es debido a la búsqueda precisa de información que requería para caracterizar el modelo de deformación del ala superior en el momento de carga última.

Además, se dotó a una de las vigas ensayadas (A61) con galgas extensométricas según la disposición de la figura 2.15 (en el capítulo 4 se detalla el funcionamiento y la utilidad de una galga extensométrica), con el objetivo de poder analizar las deformaciones y el estado tensional de la viga durante el ensayo.

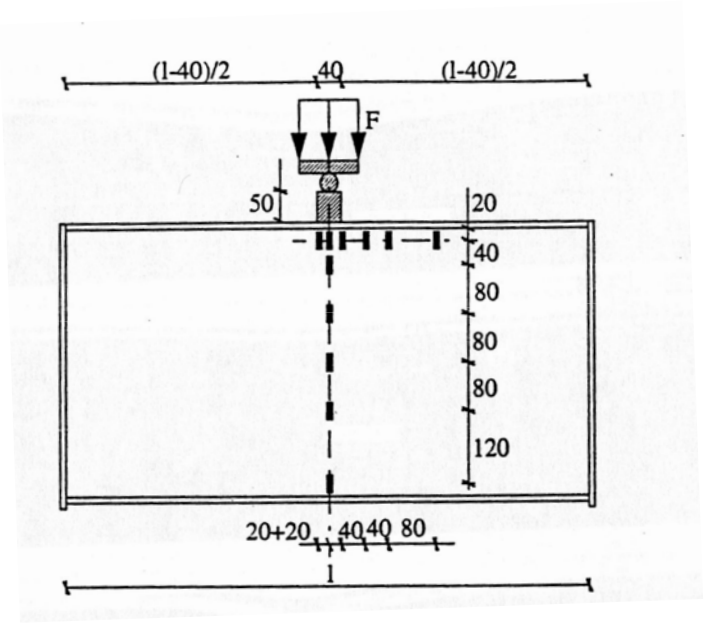

Figura 2.15. Diseño y situación de las galgas extensométricas en el ensayo A61. Lagerqvist [18]

A pesar de que los resultados experimentales se encuentran detallados, en forma de gráficos y tablas, en su tesis doctoral [18], vale la pena comentar los resultados y conclusiones más significativas, que le permitieron posteriormente desarrollar el modelo teórico:

- Mediante el análisis de las medidas de desplazamientos tomadas en los puntos referenciados en la figura 2.14, junto con un análisis detallado del estado geométrico de la viga una vez finalizado el ensayo (figura 2.16), puede deducirse la idoneidad de un modelo de 4 rótulas plásticas (figura 2.17) que describa la deformación de la viga ante la aplicación de cargas concentradas.

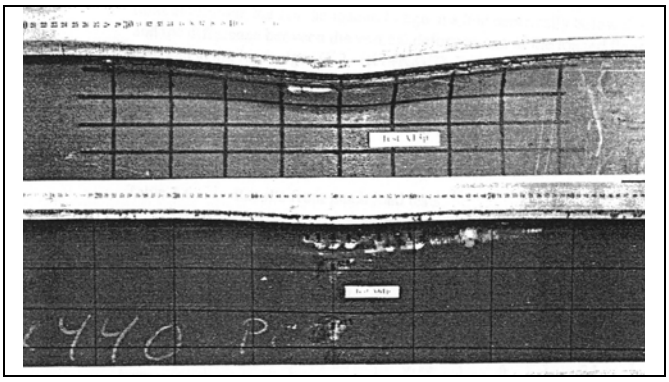

Figura 2.16. Geometría deformada después de los ensayos A71 y A81. Lagerqvist [18]

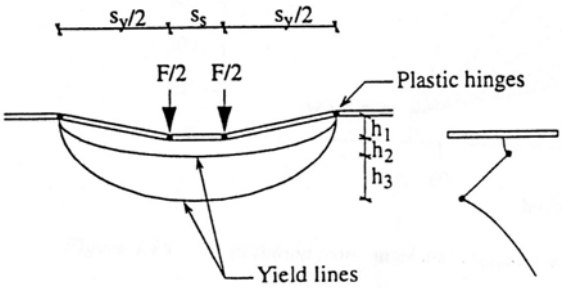

Figura 2.17. Modelo de rótulas plásticas planteado. Lagerqvist [18]

- A partir de un análisis exhaustivo de las deformaciones analizadas en la viga A61, se corrobora el modelo de 4 rótulas plásticas observado mediante desplazamientos (figura 2.18)

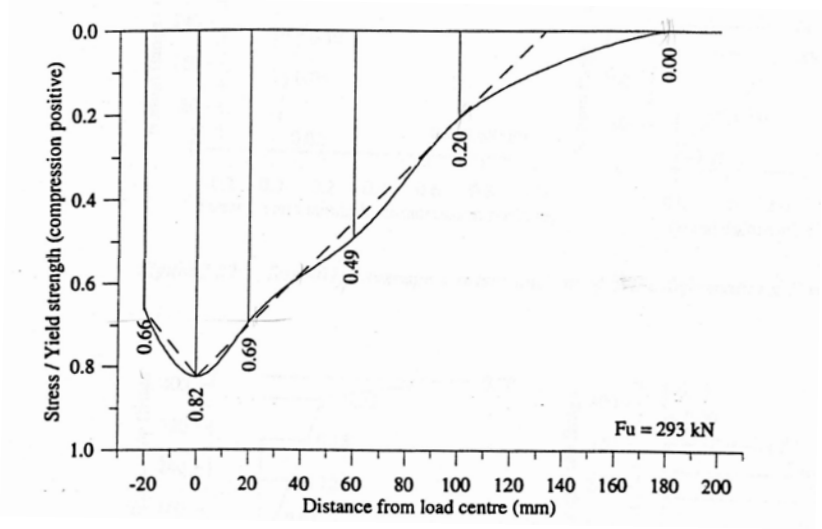

Figura 2.18. Tensiones verticales de la fila de galgas situadas a 20mm del ala superior. Lagerqvist [18]

- Además, se analizaron las deformaciones a lo largo del eje vertical en distintos casos de carga, a fin de intentar explicar el comportamiento observado y exponer consideraciones sobre el comportamiento de la abolladura en cada punto.
- Por último, se comparó el comportamiento entre vigas de distinto espesor de chapa en el alma, y concluyó que la carga última venía determinada por la resistencia a flexión, mientras que en las chapas más delgadas dicha resistencia no se alcanzaba nunca dada la importante influencia de la deformación que se daba lugar en el alma.

2.3.3.3. MODELO TEÓRICO

El modelo propuesto por Lagerqvist en su tesis doctoral [18] determina la resistencia última a las cargas concentradas, F_R, reduciendo su capacidad plástica (F_y) mediante la introducción de una función de resistencia $\chi(\lambda)$ que a su vez es función de la esbeltez (λ) del panel cargado.

$$F_R = F_y \cdot \chi(\lambda) \tag{2.7}$$

El valor máximo de la resistencia coincide con su resistencia plástica y sólo puede ser alcanzada con paneles suficientemente robustos como para que no se produzcan fenómenos de aplastamiento o abolladura local bajo la carga como los vistos en la figura 2.11. En estos casos la esbeltez del alma será pequeña y la función de resistencia $\chi(\lambda)$ tiende a la unidad. La resistencia máxima viene dada por la siguiente expresión:

$$F_y = f_{yw} \cdot t_w \cdot l_y \tag{2.8}$$

siendo l_y la *longitud cargada eficaz*. Esta longitud se calcula asumiendo un modelo de fallo con cuatro rótulas plásticas en el ala cargada (figura 2.19) mediante el principio de los trabajos virtuales.

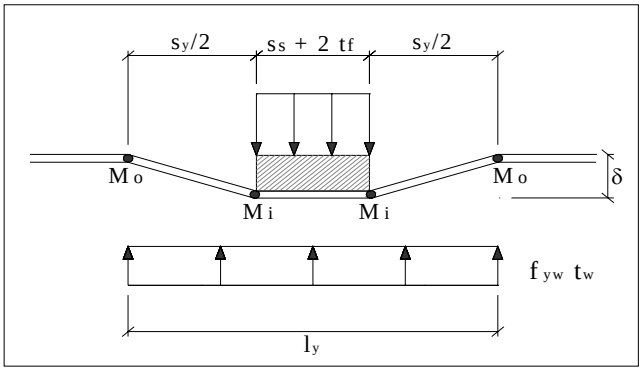

Figura 2.19. Modelo de cuatro rótulas plásticas para el cálculo de l_y

Siguiendo el desarrollo que puede encontrarse en la mencionada tesis [18], resulta la expresión propuesta para el cálculo teórico del inicio de la plastificación:

$$F_y = f_{yw} \cdot t_w \cdot \left(s_s + 2t_f + 2t_f \sqrt{\frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} + 0.02 \left(\frac{h_w}{t_f} \right)^2} \right) \tag{2.9}$$

Así también, se obtiene la expresión del coeficiente de minoración de resistencia $\chi(\lambda)$ que varía en función de la esbeltez del panel cargado:

$$\chi(\lambda) = 0.06 + \frac{0.47}{\lambda} \leq 1 \tag{2.10}$$

La ecuación (2.10) es una función que decrece con el incremento de esbeltez (λ) lo que obviamente refleja una mayor tendencia a la abolladura local en paneles esbeltos y consecuentemente una disminución de la resistencia a *patch loading* con el aumento de la esbeltez del alma.

Para el cálculo del parámetro de esbeltez λ se utiliza la siguiente expresión:

$$\lambda = \sqrt{F_y / F_{cr}} \tag{2.11}$$

donde F_{cr} es la carga crítica de abolladura del panel.

Mediante un análisis de elementos finitos, Lagerqvist determinó la carga elástica de abolladura para varias secciones en doble T verificando de este modo la expresión de la teoría elástica clásica:

$$\sigma_{cr} = k_F \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1-\upsilon^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 \tag{2.12}$$

siendo

- k_F el coeficiente de abolladura
- t_w el espesor del alma
- h_w el canto de la viga
- E el módulo de elasticidad del material
- υ el coeficiente de Poisson

y dando como valor para el coeficiente de abolladura k_F la expresión (2.13):

$$k_F = \left(1 + \frac{s_s}{2 \cdot h_w} \right) \cdot \left(5,3 + 1,9 \cdot \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + 0,40 \cdot \sqrt[4]{\beta} \right) \tag{2.13}$$

Siendo el parámetro β el ratio entre la rigidez torsional del ala y la rigidez a flexión del alma:

$$\beta = \frac{b_f \cdot t_f^3}{h_w \cdot t_w^3} \tag{2.14}$$

Tomando un valor aproximado de 1 para β y despreciando la influencia de la longitud de la zona de aplicación de carga, s_s, la ecuación (2.13) puede escribirse K_F, para *patch loading*, de forma simplificada:

$$k_F = 6 + 2 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \tag{2.15}$$

Por otro lado la interacción con el flector, según Lagerqvist, limita la resistencia última de manera que deberían cumplirse las siguientes ecuaciones (2.16) y (2.17) en vigas armadas y perfiles laminados respectivamente.

$$\frac{F_{sd}}{F_{Rd}} + 0.8 \cdot \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \leq 1.4 \tag{2.16}$$

$$\left(\frac{F_{sd}}{F_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{sd}}{M_{Rd}}\right)^2 \leq 1 \tag{2.17}$$

En 1996, Lagerqvist y Johansson [19] prosiguieron con el trabajo iniciado en [18].
Por un lado, se introdujo un coeficiente de minoración γ_{M1} respecto la expresión 2.7, de acuerdo con las especificaciones del Anejo Z del EN-1993-1-1 [3]:

$$F_R = F_y \cdot \chi(\lambda) / \gamma_{M1} \tag{2.18}$$

Por otro, se compactaron y simplificaron expresiones vistas anteriormente. Es el caso de la referente al cálculo de la carga crítica de abolladura, donde se proponía, adoptando para F_{cr} la expresión:

$$F_{cr} = 0.9 \cdot k_F \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{h_w} \tag{2.19}$$

Para el cálculo de la *longitud cargada eficaz* (l_y) en la situación de *patch loading* se presentaba de forma compacta la ecuación 2.20, derivada de la aplicación del principio de los trabajos virtuales visto en la ecuación (2.9):

$$l_y = s_s + 2t_f \cdot (1 + \sqrt{m_1 + m_2}) \tag{2.20}$$

siendo,

$$m_1 = \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} \tag{2.21}$$

$$\left.\begin{array}{l} m_2 = 0 \text{ para perfiles laminados o vigas armadas con } \lambda < 0.5 \\ m_2 = 0.02 \cdot \left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 \text{ para el resto de casos} \end{array}\right\} \tag{2.22}$$

Las limitaciones en casos de interacción con momentos flectores vistas en la expresión (2.16), así como las expresiones de F_y, λ y χ se mantuvieron igual que las vistas en (2.8), (2.10) y (2.11).

2.3.4 FORMULACIONES ACTUALES Y OBSERVACIONES

2.3.4.1 FORMULACIÓN FINAL DEL EUROCÓDIGO I EL CTE

La formulación establecida en EN 1993-1-5 [2] i el CTE [1] es idéntica y responde a las mismas expresiones. Así pues, la resistencia última de una viga metálica sometida a cargas concentradas debe considerarse como:

$$F_R = \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}} \tag{2.23}$$

donde la longitud resistente efectiva se expresa como:

$$L_{eff} = \chi_F \cdot l_y \tag{2.24}$$

El factor reductor de la longitud resistente efectiva puede obtenerse como:

$$\chi(\lambda) = \frac{0.5}{\bar{\lambda}_F} \leq 1 \tag{2.25}$$

siendo la esbeltez:

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y \, t_w \, f_{yw}}{F_{cr}}} \tag{2.26}$$

Por otro lado, la carga crítica de abolladura se determina de acuerdo con la expresión de la teoría elástica clásica

$$F_{cr} = 0.9 \cdot k_F \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{h_w} \tag{2.27}$$

Para determinar el coeficiente de abolladura k_F, se determina, suponiendo que no hay rigidizadores longitudinales[1], con la expresión siguiente:

$$k_F = 6 + 2\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \tag{2.28}$$

Para el cálculo de la longitud de alma resistente, l_y, se propone:

$$l_y = s_s + 2t_f \cdot (1 + \sqrt{m_1 + m_2}) \leq a \tag{2.29}$$

siendo,

[1] En el caso de haber rigidización longitudinal la norma EN-1993-1-5 [2] propone una serie de recomendaciones en su capítulo 6.4.

$$m_1 = \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} \tag{2.30}$$

$$\left.\begin{array}{l} m_2 = 0 \text{ para perfiles laminados o vigas armadas con } \lambda < 0.5 \\ m_2 = 0.02 \cdot \left(\dfrac{h_w}{t_f}\right)^2 \text{ para el resto de casos} \end{array}\right\} \tag{2.37}$$

Ss es la longitud de aplicación de carga, que se determina de acuerdo con la figura 2.20.

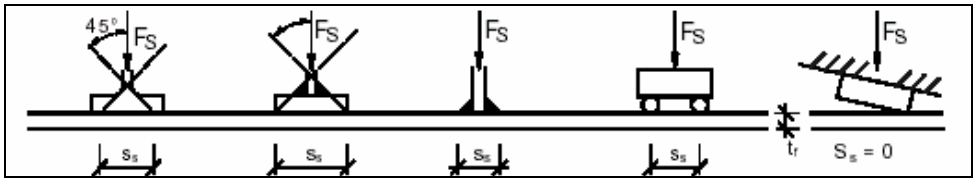

Figura 2.20. Longitud de aplicación de carga, EN 1993-1-5 [2].

2.3.4.2. OBSERVACIONES RELATIVAS A LOS MODELOS Y NORMATIVAS

Cabe comentar, como observación principal a estas formulaciones, la restricción de la *longitud cargada eficaz (ly)* de la ecuación (2.29). Según estas normativas, la magnitud de dicha longitud no puede exceder de la distancia entre rigidizadores (*a*). Este hecho puede resultar hasta cierto punto lógico, pues se considera que la zona de abolladura principal queda comprendida dentro del panel situado entre los dos rigidizadores.

Ahora bien, esta lógica conduce a una paradoja, pues la formulación de la normativa resulta entonces contraria a la intuición. Si se juntan los rigidizadores, parecería lógico que se mejorara la carga última. En cambio, el hecho de considerar la longitud de alma resistente como la distancia entre rigidizadores (l_y=a), conlleva a, por un lado, obviar la contribución de la hibridez entre almas y alas al no tenerse en cuenta la expresión (2.30) y, por otro y de forma más directa, reducir el factor l_y.

Estas consideraciones toman fundamento en el capítulo 5 de este trabajo, donde se comparan las formulaciones presentadas con los resultados experimentales y el modelo numérico que se describe en el capítulo 3.

2.3.5. OTRAS INVESTIGACIONES

A partir de las formulaciones obtenidas en el modelo de Lagerqvist [18] y las propuestas en el EN 1993-1-5 [2] se han desarrollado estudios posteriores que intentan modelar el fenómeno de *patch loading*, teniendo en cuenta las observaciones a las limitaciones de los modelos anteriormente citados.

Así pues, cabe destacar los estudios realizados a nivel nacional por Ripa i Pascual [20] que, con el objetivo de optimizar las técnicas de empuje de tableros de puentes, realizaron un estudio mediante elementos finitos basado en las formulaciones [18] y [2] comentadas, donde se analizaba el uso de refuerzos metálicos soldados y refuerzos laterales de hormigón.

Además, vale la pena comentar también el estudio realizado en el Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC por Estany [21], donde se valoran, mediante un análisis en elementos finitos, los parámetros más relevantes que influyen en el fenómeno.